بررسی رفتار دیوارهای برشی کوپل تحت اثر زلزله‌های میدان نزدیک★

سید مصطفی رزاز[۱]   هاشم شریعتمدار[۲]

چکیده دیوارهای برشی کوپله یکی از پرکاربردترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساختمان‌های بلند و متوسط بتنی می‌باشد. از آن‌جایی که رفتار سازه‌ها در برابر بارهای جانبی تا حد زیادی به رفتار دیوارهای برشی بستگی دارد، لذا این جزء سازه‌ای باید دارای رفتار مطلوبی در شرایط بارگذاری گوناگون باشد. با توجه به این‌که سازه‌های موجود درنزدیکی منبع لرزه‌زا در هنگام وقوع زمین‌لرزه رفتاری متفاوت نسبت به سازه‌های دور از منبع لرزه‌زا از خود نشان می‌دهند، لذا بررسی و شناخت رفتار این دیوارها در برابر زلزله‌های میدان نزدیک از اهمیت بالایی برخوردار است. بدین منظور پس از اعتبارسنجی مدل اجزای محدود با یک نمونه‌ی آزمایشگاهی، دیوارهای برشی دو ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه بانسبت‌های $\frac{l}{h}$(l طول دهانه و h ارتفاع تیر کوپله) $\frac{2}{1.75}$، $\frac{2}{1}$ و $\frac{2}{0.7}$ در نرم‌افزار Abaqus مدل‌سازی شده و با انجام تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی تحت اثر دو زوج رکورد دور و نزدیک گسل، به بررسی رفتار این دیوارها تحت اثر زلزله‌های میدان نزدیک پرداخته شده‌است. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که در نواحی نزدیک گسل در مقایسه با حوزه‌ی دور، نیازهای سازه‌ای بیشتر خواهد بود. هم‌چنین با افزایش ارتفاع تیر کوپله و پریود طبیعی سازه،از اثرات زلزله‌های نزدیک گسل کاسته می‌شود و در نتیجه خسارات وارد کاهش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی دیوار برشی کوپله، زلزله‌ی میدان نزدیک، تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی، تغییرمکان.

Evaluation of Coupled- Shear Walls Subjected to Near-Field Earthquakes

S. M. Razzaz   H. Shariatmadar

Abstract *Coupled -shear walls are one of lateral load resisting systems in high and medium rise reinforced concrete buildings. The lateral structural response is exactly dependents on the shear walls behavior; therefore these elements must response well whenundergodifferent load conditions. The structures located in near-source region behave differently compared to those in near-source sites when subjected to earthquake. Therefore, it is very important to study the behavior of these walls under near-field seismic loads. To do this, after validation of the finite element model with experimental sample; coupled-shear walls in 10 and 20 story buildings with $\frac{l}{h}$ ratio (l=span length and h =beam height) of $\frac{2}{0.7}$, $\frac{2}{1}$, $\frac{2}{1.75}$ and were modeled in Abaqus computer software. The nonlinear time history analysis were carried out using two coupled near and far fault records and then the performance of walls were studied under near-field earthquake. The results show that the structural demands are higher for structures in near-field area in comparison to those for far-field. Besides, the effects of near- fault earthquake decrease when the coupled beam height and structural natural period increase.*

Keywords Coupled- Shear Walls, Near-Field Earthquake, Nonlinear Time History Analysis, Displacement.

★تاریخ دریافت مقاله ۹۲/۱۱/۲۹ و تاریخ پذیرش آن ۹٤/۷/۱٤ می‌باشد.

(۱) دانش آموخته، کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه فردوسی مشهد.

(۲) نویسنده‌ی مسئول: دانشیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد.

مقدمه

مقاومت، سختی جانبی بالا و توانمندی در استهلاک انرژی دیوارهای برشی، آن‌ها را به پرکاربردترین سیستم مقاوم جانبی در ساختمان‌های بلندو متوسط تبدیل کرده‌است. لزوم تأمین فضاهای بزرگ در ساختمان‌های بلند به‌دلیل فراهم ساختن امکان ایجاد کاربری‌های گوناگون در طبقات مختلف از یک‌سو، و ملاحظات معماری از قبیل محل درها، پنجره‌ها و راهروها از سوی دیگر موجب می‌گردد قرار دادن دیوارها با ابعاد مناسب در موقعیت‌های مطلوب امکان پذیر نباشد. یکی از فرم‌های سازه‌ای برای غلبه بر این مشکل، استفاده از دیوارهای برشی کوپله می‌باشد.

پیش از وقوع زلزله‌ی آلاسکا (۱۹٦٤) عملکرد تیرهای همبند مورد بررسی دقیق قرار نگرفته بود، و این اعضا تحت اثر خمش و برش همانند تیرهای عمیق طراحی می‌شدند. تخریب ساختمان Mt.Mcking در این زمین‌لرزه، نشان داد که روابط و آیین نامه های موجود نیازهای لرزه‌ای این دیوارها را تأمین نمی‌کند.

تحقیقات ابتدایی در این زمینه بر روی جزئیات آرماتورگذاری تیرهای همبند، برای بالا بردن ظرفیت جذب انرژی و بهبود رفتار آن‌ها تمرکز یافت. در سال ۱۹۷٤ پائولی برای بالابردن شکل‌پذیری این دیوارها، روش آرماتورگذاری جدیدی را پیشنهاد کرد. در این روش یک گروه آرماتور به صورت قطری در تیر همبند قرار داده می‌شد و برای جلوگیری از کمانش آرماتورهای قطری، تنگ هایی به دور آن ها پیچیده می‌شد. آزمایش‌های پائولی نشان داد روش آرماتورگذاری پیشنهادشده باعث افزایش قابل‌توجه ظرفیت جذب انرژی تیرهای کوپله می‌شود و این تیرها دارای پاسخی پایدارتر در چرخه های بالاتر، بدون کاهش در مقاومت و سختی خواهند بود [1]. با توجه به این‌که ساخت دیوارهای برشی با آرماتورگذاری قطری در هنگام اجرا با مشکلاتی روبه‌رو می‌با شد، لذا جهت ساده‌سازی در هنگام ساخت، روش‌های دیگری توسط دیگر محققان پیشنهاد گردید، که می‌توان به روش پیشنهادی تگوس و پنلیس (۱۹۸۸) [2]، و گالانور و وینکلی (۲۰۰۰) اشاره کرد [3].

عده‌ای از محققان به بررسی خصوصیات تیر همبند پرداختند در همین راستا می‌توان به تحقیقات ژائو و همکاران اشاره کرد. آن‌ها به بررسی تأثیر ارتفاع تیر کوپله و درصد آرماتور برشی آن در آزمایشگاه پرداختند و به این نتیجه رسیدند که تیرهای کوپله با نسبت دهانه به ضخامت ($\frac{l}{h}$) کمتر از ۲ شبیه تیرهای عمیق رفتار می‌کنند و در برش دچار شکست می‌شوند. هم‌چنین تیرهای کوپله با درصد آرماتور برشی کمتر دچار گسیختگی برشی- کششی می‌شوند اما نمونه‌های با آرماتور برشی بیشتر، اغلب دچار گسیختگی لغزشی- برشی می‌شوند و دارای شکستی ترد می‌باشند [4].

در کنار پژوهش‌های آزمایشگاهی صورت‌گرفته، عده‌ای از محققان به بررسی روش‌های تحلیل دیوارهای برشی کوپله، برای ارائه‌ی روش‌های دقیق‌تر پرداختند. در همین جهت می‌توان به ارائه‌ی روش قاب معادل توسط کندی و مک لود اشاره کرد، که در ادامه توسط خوان و محققان دیگر بهبود یافت [5]. هم‌چنین با توسعه و گسترش روش اجزای محدود، این روش در تحلیل دیوارهای برشی کوپله به‌کار گرفته شد که منجر به تحلیل‌های دقیق‌تر گردید.

از آن جایی که یکی از مهم‌ترین بارهای جانبی وارد بر سازه نیروی زلزله می‌باشد، لذا این دیوارها باید قادر به مقاومت در برابر این نیروها باشند.اطلاعات به‌دست آمده از زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد که جنبش‌های ثبت شده در نزدیکی محل گسیختگی گسل به دلیل داشتن پالس‌هایی با انرژی زیاد و اثر جهت‌گیری دارای اثراتی متفاوت نسبت به زلزله‌ی دور از گسل می‌باشند. تخریب سازه‌های مهندسی درزلزله‌های نورث‌ریج (۱۹۹٤)، کوبه (۱۹۹۵) و چی- چی (۱۹۹۹) ضعف و آسیب‌پذیری ساختمان‌های موجود را که با استفاده از طیف پاسخ، طرح شده بودند نمایان کرد. بنابراین بسیاری از آیین‌نامه‌ها و روابط موجود نیاز به بازنگری دارند. با توجه به پژوهش‌های پیشین، تحلیل دینامیکی تاریخچه‌زمانی، که پاسخ این سیستم را تحت زلزله های میدان نزدیک ارائه نماید به‌صورت

قابل‌توجهی صورت نگرفته است و کافی نمی‌باشد. درنتیجه با توجه به کمبود مطالعات انجام گرفته در مورد اثرات زمین‌لرزه‌ای میدان نزدیک و دور بر روی دیوارهای برشی کوپله، بررسی دقیق این موضوع احساس می‌گردد. در تحقیق حاضر رفتار دیوارهای برشی کوپل تحت تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل در مقایسه با زلزله‌های دور از گسل بررسی و تحلیل شده‌اند.

خصوصیات زلزله‌های میدان نزدیک

زلزله‌های میدان نزدیک به زلزله‌هایی اطلاق می‌گردد که علاوه بر نزدیکی سایت ثبت رکوردهای زلزله به محل شکست گسل، سایت مورد نظر در مسیر جهت‌گیری شکست پیش‌رونده باشد. رکوردهای زلزله‌های نزدیک گسل علاوه بر داشتن مقادیر بالای بیشینه شتاب، سرعت و جابه‌جایی که باعث بروز خرابی و خسارت بالا در سازه‌های قرار گرفته در این محدوده می شوند، به‌دلیل داشتن حرکات پالس‌گونه در ابتدای رکوردها در مدت زمان کوتاه، موجب وارد آمدن مقادیر زیادی انرژی به سازه می گردد و هم‌چنین توزیع رفتار غیرخطی سازه دگرگون می‌شود، به‌طوری که به‌جای توسعه‌ی رفتار غیرخطی و مفاصل پلاستیک در ارتفاع سازه، انرژی ناشی از زلزله در اولین مفاصل ایجاد شده، جذب می‌گردد و توزیع و توسعه‌ی رفتار غیرخطی در تمام مفاصل سازه مشاهده نمی‌شود، در نتیجه رفتار مناسبی در مقابل نیروهای وارد در اثر زلزله‌های نزدیک گسل در سازه‌ها مشاهده نمی شود [6] و [7]. تحقیقات انجام گرفته در این زمینه را می‌توان به دو بخش تقسیم نمود، بخش اول مجموعه‌ای از تحقیقاتی است که برروی رکوردهای ثبت شده‌ی ناشی از جنبش قوی زمین در نزدیکی گسل و مشخصات و پارامترهای مختلف مربوط به این رکوردها انجام گرفته‌است و بخش دوم مجموعه تحقیقاتی است که مربوط به بررسی رفتار سازه‌های مختلف تحت اثر رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد.

در این رابطه می‌توان به تحقیقات انجام گرفته توسط لیو (۲۰۰۱)، آل شیخ (۲۰۰۳) و سعیدی و سامرویل (۲۰۰۵) اشاره نمود. لیو و همکاران برای بررسی ویژگی‌های پاسخ غیرخطی قاب‌های بتنی تحت زلزله‌های نزدیک گسل، دو قاب خمشی ۵ و ۱۲ طبقه را تحت ٤ شتاب‌نگاشت نزدیک گسل از زلزله‌ی چی‌چی تایوان و تعدادی شتاب‌نگاشت از مناطق دیگر جهان مورد تحلیل قرارداد ند، آن ها در یافتند که تغییرمکان نسبی در هر دو سازه، تحت زلزله های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور از گسل است [8]. ال شیخ و همکاران در تحقیقی دیگر اثر زلزله های نزدیک گسل را با انجام تحلیل بار استاتیکی افزاینده و تحلیل دینامیکی بر روی قاب های بتنی۳، ٦، ۱۲ و ۲۰ طبقه مورد مطالعه قراردادند، نتایج حاصل از تحلیل نشان دادند که برای یک برش پایه‌ی ثابت روی قاب های بتنی، تغییرمکان به‌دست آمده از روش بار افزاینده محافظه کارا نه‌تر از روش تحلیل دینامیکی می‌باشد و هم‌چنین روش استاتیکی بار افزاینده برای طراحی براساس تغییرمکان، برای سازه های تحت زلزله‌های نزدیک گسل مناسب‌تر است [9]. سعیدی و سامرویل به بررسی اثرات زلزله‌ی نزدیک گسل برروی ستون‌های بتنی پرداختند. در این تحقیقات مشخص شد، زلزله‌های میدان نزدیک باعث ایجاد تغییرشکل‌های ماندگاری در ستون‌ها می‌شود [10].

خصوصیات دیوارهای مورد بررسی

در این تحقیق شش ساختمان بتنی ۱۰ و ۲۰ طبقه به‌عنوان ساختمان‌هایی با تعداد طبقات متوسط و زیاد برای ارزیابی اثرات زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک و مقایسه با زلزله های حوزه‌ی دور مورد استفاده قرار گرفته‌اند. سیستم مقاوم جانبی در ساختمان‌ها در جهت x قاب خمشی ویژه و دیوار برشی، و در جهت y قاب خمشی ویژه به‌همراه دیوار برشی کوپله می‌باشد. ساختمان‌ها براساس آیین‌نامه‌ی ایران و برای مناطق با خطر لرزه‌ای زیاد طراحی شده‌اند. هم‌چنین ارتفاع طبقات ساختمان‌ها ۳/۵ متر می‌باشد. پلان طبقات در شکل (۱) نمایش داده شده‌است. طول تیر همبند در تمام ساختمان‌ها برابر ۲

متر بوده و ارتفاع آن برابر ۱/۷۵، ۱ و ۰/۷ متر می‌باشد. برای نام گذاری دیوار ها از نام کلی D-Hn-li-hj-tk استفاده شده‌است که D نشان‌دهنده‌ی نوع آرماتورگذاری، H ارتفاع دیوار، L طول تیر کوپله و h ارتفاع تیر کوپله می‌باشد. مشخصات، پریود طبیعی سیستم (T) و درجه کوپلینگ (DC) هر یک از دیوارها در جدول (۱) آورده شده‌است. درجه‌ی کوپلینگ بیانگر بخشی از لنگرهای خارجی است که توسط نیروهای محوری دیوارها تحمل می‌شود (رابطه‌ی ۱).

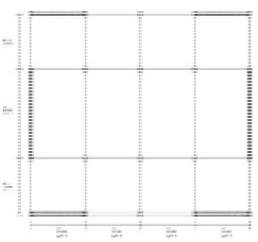
$$DC = \frac{pl}{pl + M_1 + M_2} \qquad (۱)$$

در رابطه‌ی بالا M_1 و M_2 لنگر خمشی در پای دیوار اول ودوم، l طول تیر همبند و p نیروی برشی در تیر همبند می‌باشد.

زمین‌لرزه‌های انتخابی

برای بررسی اثرات زمین‌لرزه‌های میدان نزدیک از دو زوج زمین‌لرزه‌ی دور و نزدیک گسل استفاده شده است. جدول (۲) مشخصات این زمین لرزه‌ها را نشان می‌دهد. در این جدول PGA،PGV،PGD به‌ترتیب بیشینه شتاب، سرعت و جابه‌جایی ثبت شده، و T_P پریود پالس می‌باشد. برای محاسبه‌ی مدت زمان پالس هیچ روش واحدی وجود ندارد ولی رایج‌ترین روش مورداستفاده، زمان اوج طیف پاسخ سرعت می‌باشد [11].

شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل های دینامیکی غیرخطی، برای شتاب g ۳۵/. (شتاب مبنای منطقه‌ی لرزه‌خیزی با خطر نسبی خیلی زیاد) همپایه شده‌اند. اگرچه روش‌های دیگری برای همپایه کردن وجود دارد ولی چون همپایه کردن به شتاب مبنا، محتوای فرکانسی را تغییر نمی‌دهد و تمایز اصلی بین زلزله‌های میدان دور و میدان نزدیک محتوای فرکانسی می‌باشد و هدف مقایسه‌ی زلزله‌ها می‌باشد بنابراین از این روش استفاده شده‌است.



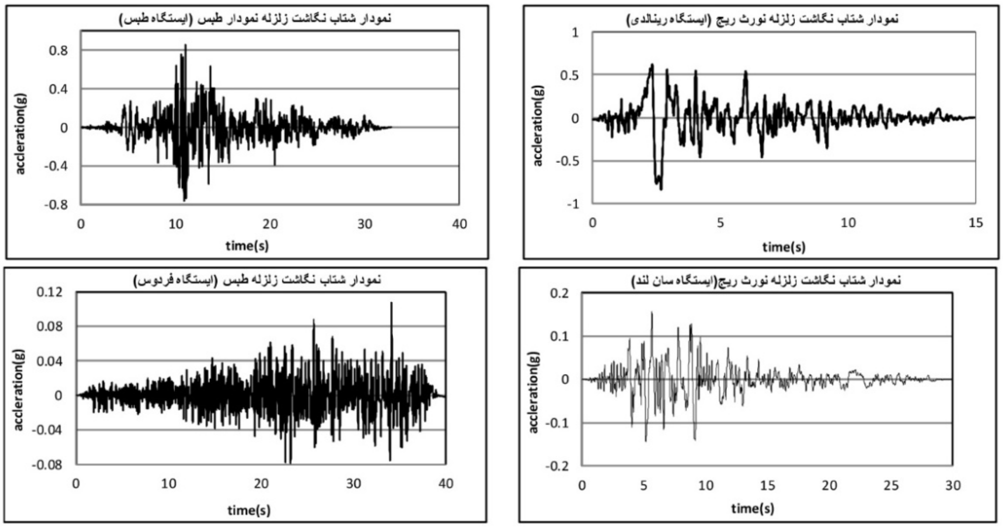
شکل۱ پلان طبقات

جدول ۱ مشخصات دیوارهای انتخابی

نام دیوار	ارتفاع دیوار (m)	طول تیر همبند(m)	ارتفاع تیر همبند(m)	l/h	T(sec)	DC
D-H۱۰-l۲-h۰/۷-t۰/۳۵	۱۰	۲	۰/۷	۳/٤	۱/۰۹	./٤۲
D-H۱۰-l۲-h۱-t۰/۳۵	۱۰	۲	۱	۲	۱/۰۷٦	./٥۰۹٥
D-H۱۰-l۲-h۱/۷٥-t۰/۳۵	۱۰	۲	۱/۷٥	۱/۱٤	۰/۷۳	./٥۸٤۷
D-H۲۰-l۲-h۰/۷-t۰/٥	۱۰	۲	۰/۷	۳/٤	٤/۰۹۸	./٥٥
D-H۲۰-l۲-h۱-t۰/٥	۱۰	۲	۱	۲	۳/۳۳	./٦۲۲٤
D-H۲۰-l۲-h۱/۷٥-t۰/٥	۱۰	۲	۱/۷٥	۱/۱٤	۳/۲٤٦	./٦۷٦۳

جدول ۲ مشخصات زمین‌لرزه‌های انتخابی

زلزله		سال	ایستگاه	جهت	M_w	فاصله (Km)	PGA (g)	PGV (m/s)	PGD (m)	T_P (sec)
حوزه نزدیک	طبس	۱۹۷۸	TABAS	TR	۷/٤	۳	۰/۸٥۲	۱۲۱/٤	۹٤/٥۸	۰/۷٦
	نورث ریج	۱۹۹۴	RINALDI	۲۲۸	٦/۷	۷/۱	۰/۸۳۸	۱٦٦/۱	۲۸/۷۸	۱
حوزه دور	طبس	۱۹۷۸	FERDOWS	T۱	۷/٤	۹٤/٤	۰/۱۰۸	۸/٦	۹/٦۹	۰/٥
	نورث ریج	۱۹۹۴	SUNLAND	۲٦۰	٦/۷	۱۷/۷	۰/۱٥۷	۱٤/٥	٤/۲۹	۱



شکل ۲ شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه‌های انتخابی

تحلیل غیرخطی دینامیکی تاریخچه‌زمانی

رابطه‌ی (۲) معادله‌ی دینامیکی حاکم بر سازه در زمان t می‌باشد.

$$F_I(t)+F_D(t)+F_E(t)=R(t) \quad (۲)$$

در رابطه‌ی فوق $F_I(t)$ بیانگر نیروهای اینرسی، $F_I(t)$ بیانگر نیروهای ناشی از میرایی و $F_I(t)$ بیانگر نیروهای ارتجاعی می‌باشند که هر دسته از نیروی فوق تابع زمان هستند. عموماً در تحلیل دینامیکی سازه‌ها، تعادل استاتیکی نیروهای فوق در هر زمان t ارضا می‌شوند.از دیدگاه ریاضی معادله‌ی (۲) منجر به یک‌سری معادلات دیفرانسیل خطی درجه‌ی دو می‌گردد که عموماً در روش اجزای محدود برای حل معادلات فوق از دو روش اصلی به نام‌های روش انتگرال‌گیری مستقیم و روش ترکیب مودها استفاده می‌شود.روش انتگرال‌گیری مستقیم به دو روش انتگرال‌گیری صریح و انتگرال‌گیری ضمنی تقسیم می‌شود که در این پژوهش، از روش انتگرال‌گیری ضمنی استفاده شده‌است [12].

مدل‌سازی بتن

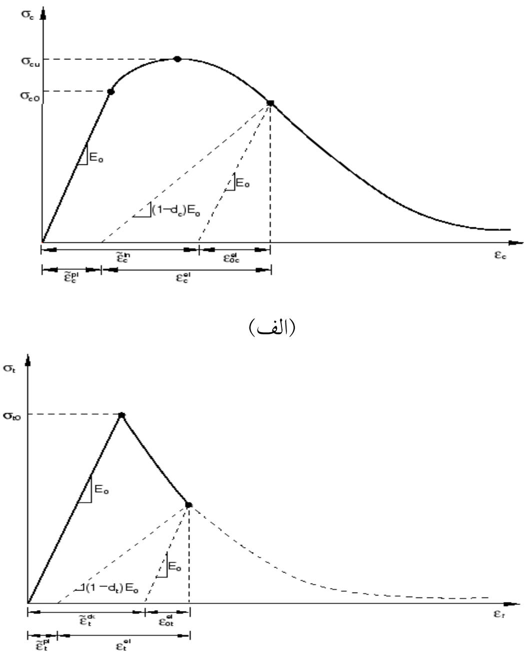
به‌طور کلی در نرم‌افزار Abaqus دو مدل رفتاری برای بتن قابل استفاده است. مدل اول با نام مدل ترک‌اندود خوانده شده و در سازه‌هایی قابل کاربرد است که دارای بارگذاری افزایشی بوده و کرنش‌های ایجاد شده در بتن یکنواخت می‌باشند. بدیهی است که با توجه به بارگذاری لرزه‌ای مدل‌ها در این پژوهش، این مدل قابل استفاده نیست. مدل دوم، مدل آسیب‌دیدگی خمیری می‌باشد. مدل آسیب‌دیدگی خمیری یک مدل ترکیبی است که قابلیت در نظر گرفتن هم‌زمان شکست ناشی از فشار و کشش در بتن را دارا می‌باشد. این مدل اولین بار توسط لوبلینرو همکاران (۱۹۸۹) ارائه شد و سپس توسط لیو فنوس (۱۹۹۸) اصلاح گردید. در این مدل مهمترین مکانیزم‌های شکست بتن ترک خوردگی کششی و خرد شدگی فشاریمی‌باشند. تحت بارگذاری تک محوره، نمودار تنش-کرنش بتن در کشش و فشار در این تئوری مانند شکل۳در نظر گرفته می‌شود.بنابراین طبق تئوری آسیب‌دیدگی خمیری رابطه تنش-کرنش به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

$$\sigma = (1-d)D_0^{el}(\varepsilon-\varepsilon^{pl}) = D^{el}(\varepsilon-\varepsilon^{pl}) \quad (۳)$$

در رابطه‌ی بالا D_0^{el} سختی الاستیک اولیه‌ی ماده و D^{el} سختی الاستیک کاهش یافته می‌باشد. ε کرنش کل است که طبق رابطه‌ی (۱۲) از مجموع کرنش الاستیک و کرنش پلاستیک به‌دست می‌آید.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad (٤)$$

در رابطه (۱۱) (1-d) مقدار عددی کاهش سختی است، d می‌تواند مقادیری از صفر (برای ماده آسیب ندیده) تا یک (برای ماده کاملاً آسیب دیده) داشته باشد [12].



(الف)

(ب)

شکل ۳ نمودار تنش- کرنش بتن تحت بارگذاری تک‌محوره
الف) حالت فشاری، ب)حالت کششی

به‌منظور تعریف مدول کشسانی از رابطه زیر استفاده شده است [13].

$$E_c = 5000\sqrt{f_c'(MPa)} \qquad (۵)$$

برای تعریف رفتار بتن در کشش، از منحنی نرم‌شدگی دو خطی بتن استفاده شده‌است. منحنی نرم شوندگی بتن را می‌توان به صورت تجربی به‌د ست آورد اما در صورتی که پارامترهای تجربیاین منحنی در د سترس نبا شند، می‌توان از روابط زیر برای محا سبه‌ی آن‌ها استفاده نمود [13,14].

$$f_t' = 0.6\sqrt{f_c'} \qquad (٦)$$

$$G_f = 2.5\alpha_0\left(\frac{f_c'}{0.051}\right)^{0.46}\left(1+\frac{d_a}{11.27}\right)^{0.22}\left(\frac{W}{C}\right)^{-0.3} \qquad (۷)$$

$$\sigma_s = \frac{f_t'}{3} \qquad (۸)$$

$$w_s = 0.8\frac{G_F}{f_t'} \qquad (۹)$$

$$w_0 = 3.6\frac{G_F}{f_t'} \qquad (۱۰)$$

در روابط بالا $f_c'(MPa)$ مقاومت فشاری بتن، $d_a(mm)$ حداکثر اندازه‌ی سنگدانه، $\frac{w}{c}$ نسبت آب به سیمان و برای سنگدانه‌های گوشه‌دار و شکسته $\alpha_0 = 1.44$ می‌باشد.

برای معرفی نمودار تنش- کرنش بتن در فشار، از رابطه‌ی ارائه شده توسط تورنفلدو ترواماسویز (۱۹۸۷)، استفاده شده‌است:

$$\frac{f_c}{f_c'} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c'}\frac{n}{n-1+\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c'}\right)^{nk}} \qquad (۱۱)$$

$$n = 0.8 + f_c'(MPa) \qquad (۱۲)$$

در رابطه‌ی (۱۹) $f_c'(MPa)$ تنش فشاری و $f_c'(MPa)$ مقاومت نمونه‌ی استوانه‌ای استاندارد بتن، ε_c کرنش فشاری و ۳ کرنش متناظر با $f_c'(MPa)$ می‌باشد. ضریب n نیز از رابطه‌ی (۲۰) به‌دست می‌آید.

ضریب k در رابطه‌ی (۱۹) مربوط به شاخه‌ی نزولی منحنی تنش- کرنش است و مقدار آن در شاخه‌ی صعودی برابر یک می‌با شد مقدار این ضریب از رابطه‌ی (۲۱) قابل محاسبه است.

$$k = \begin{cases} 1 & \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c'} \le 1 \\ 0.67 + \frac{f_c'(MPa)}{62} & \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c'} \ge 1 \end{cases} \qquad (۱۳)$$

کاهش سختی الاستیک در فشار و کشش به‌وسیله‌ی مقادیر آسیب‌دیدگی d_c و d_t وارد محاسبات می‌گردند این پارامترها به‌کمک روابط زیر در نرم‌افزار تعریف می‌شوند [15].

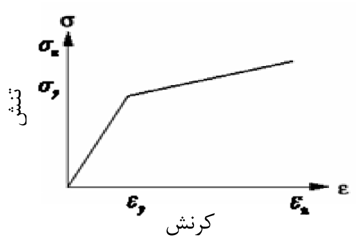
$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_c} \qquad (۱٤)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t}{f_t} \qquad (۱۵)$$

نمونه‌ی رفتاری یاد شده اگرچه از نظر تاریخی قدمت دارد اما دارای دقت و اعتبار کافی برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی بتن می‌باشد.

مدل‌سازی فولاد

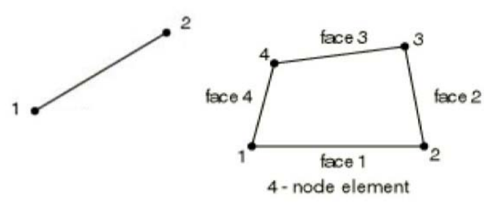
در پژوهش‌ها، معمولاً نمودار تنش- کرنش فولاد با یک نمودار ایده‌آل‌سازی شده جایگزین می‌گردد. در این پژوهش برای شبیه‌سازی رفتار فولاد نمودار تنش- کرنش، به صورت یک ناحیه الاستیک خطی و یک ناحیه پلاستیک خطی در نظر گرفته شده‌است. هم‌چنین رفتار فولاد در کشش و فشار یکسان فرض گردیده‌است. مدل مذکور اگرچه قدمت دارد ولی دارای دقت کافی می‌باشد. شکل (٤) رفتار فرض‌شده برای فولاد را نشان می‌دهد.



شکل ٤ نمودار تنش – کرنش فولاد

اجزای به‌کار رفته

به‌منظور مدل‌سازی بتن در نرم‌افزار Abaqus از جزء CPS4R استفاده شده‌است. این جزء یک جزء چهارگرهی همگن با دو درجه آزادی در هرگره می‌با شد. برای مدل سازی فولاد از جزء T2D2 استفاده شده‌است که یک جزء خرپایی دو گرهی با دو درجه آزادی در هرگره می‌باشد [12].



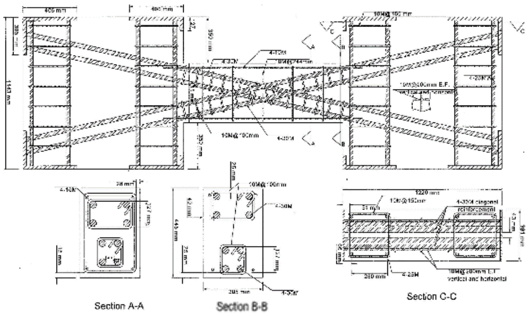
شکل ۵ الف) جزء CPE4R، ب) جزء T2D2

بررسی صحت مدل‌سازی

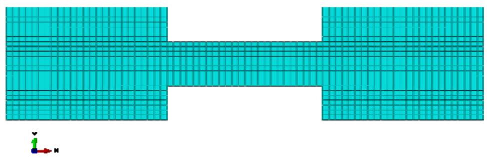
به‌منظور بررسی صحت روش مدل‌سازی، از یک نمونه دیوار برشی همبند که توسط‌گنزالس و همکاران [16]مورد آزمایش قرار گرفته است و نتایج آزمایشگاهی آن در دست است، استفاده شده‌است. مشخصات بتن و فولاد در جدول (۳) آورده شده‌است. شکل (٦) مشخصات هندسی و آرماتوربندی دیوار برشی همبند را نشان می‌دهد.

جدول ۳ مشخصات فولاد و بتن

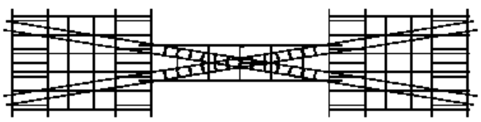
ماده	پارامتر	مقدار
بتن	چگالی جرمی	۲٤۰۰
	مدول کشسانی	۲۸۰٤۲۹
	ضریب پواسون	۰/۲
	مقاومت فشاری بتن(f'_c)	۳٥٦
فولاد	چگالی جرمی	۷۸۳۰
	مدول کشسانی	۲۱۰۰۰۰۰
	ضریب پواسون	۰/۳
	مقاومت تسلیم	٥۰۰۰
	مقاومت نهایی	۷۰۰۰
	کرنش نهایی	۰/۰۸



شکل ٦ مشخصات هندسی و آرماتورگذاری نمونه‌ی آزمایشگاهی



(الف)



شکل ۷ مشخصات هندسی و آرماتورگذاری دیوار برشی مدل‌سازی شده در Abaqus

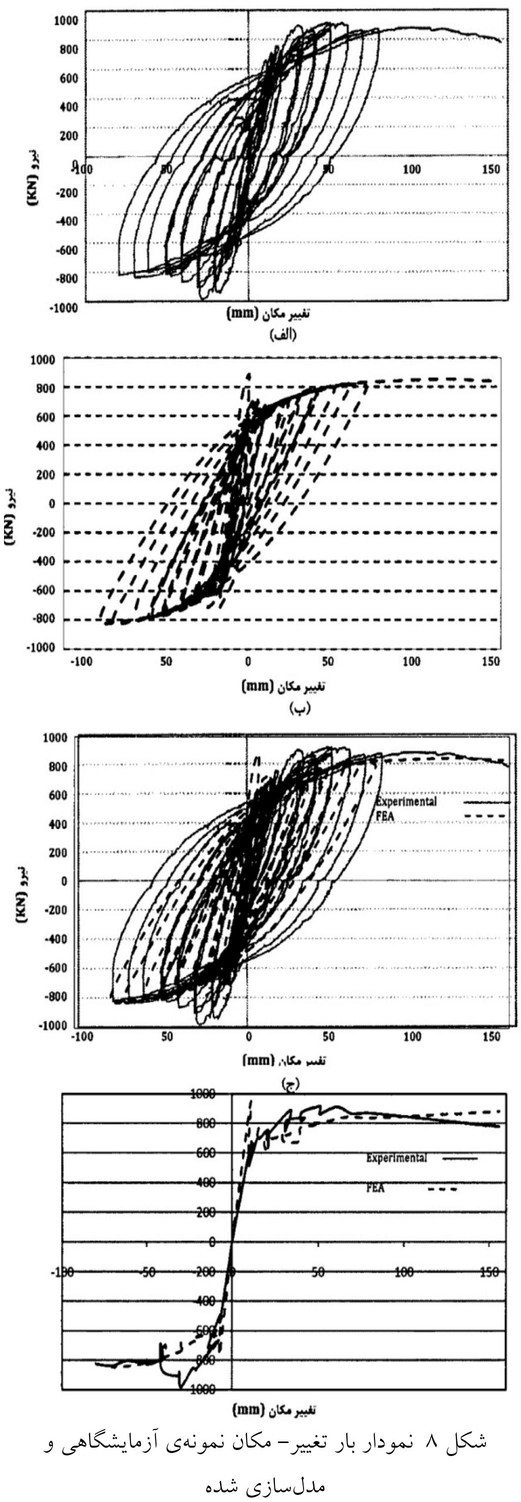
نمونه‌ی یاد شده در نرم‌افزار Abaqus با جزئیات کامل (شکل۷) مدل سازی شده‌ا ست. نمودارهای بار– تغییرمکان به‌دست آمده از نمونه‌ی آزمایشگاهی و نمونه‌ی مدل‌سازی شده در شکل (۸) آورده شده‌است. هم‌چنین به‌منظور سهولت در مقایسه، دو نمودار و پوش نمودارها در یک دستگاه ترسیم شده‌است. با توجه به شکل مشاهده می‌شود که مدل‌سازی دیوار برشی مطابقت خوبی با نمونه‌ی آزمایشگاهی دارد و دارای دقت کافی برای بررسی رفتار دیوار برشی می‌باشد.

نتایج عددی

در مجموع ۲٤ تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی بر روی ٦ دیوار برشی همبند صورت گرفته‌است. برای بررسی رفتار و محاسبه‌ی نیاز لرزه‌ای هر یک از دیوارها، تغییرمکان نسبی طبقات، برش پایه‌ی ماکزیمم، تغییرمکان ماکزیمم بالای دیوار و توزیع تنش‌ها در تیر کوپله مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته‌است.

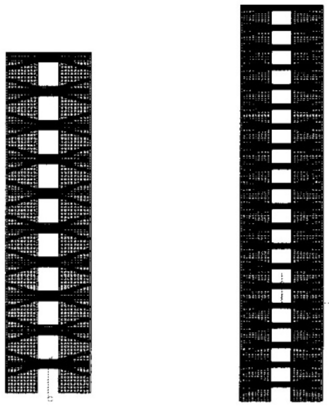
تغییرمکان کلی و نسبی طبقات

نتایج تغییرمکان کلی و نسبی طبقات برای تمام دیوارها محاسبه گردیده است و نمودار تغییرمکان نسبی ماکزیمم دیوارها در ارتفاع، برای زلزله‌های مختلف دور و نزدیک گسل ترسیم گردیده‌اند. جدول (٤) مقدار تغییرمکان ماکزیمم بالای دیوارها را نشان می‌دهد. با توجه به این جدول، متوسط حداکثر تغییرمکان بام تحت اثر زلزله های میدان نزدیک و میدان دور در دیوارهای ده طبقه به‌ترتیب ۱۵/۰۷ و ۷/۷ سانتی‌متر می‌باشد، بنابراین رکوردهای نزدیک گسل به‌طور متوسط باعث افزایشی ۹٦/۹ درصدی در حداکثر تغییر مکان بام می‌شوند. این مقادیر برای دیوارهای ۲۰ طبقه ۵۰/۱٤ و ۲۹/۷۰ سانتی‌متر می‌باشد که افزایش ٦۸/۸٤ درصدی را نشان می‌دهد. هم‌چنین شکل‌های (۱۰)، (۱۱) و (۱۲) نمونه‌ای را از تاریخچه‌ی تغییرمکان بام و تغییرمکان نسبی طبقات نشان می‌دهند.

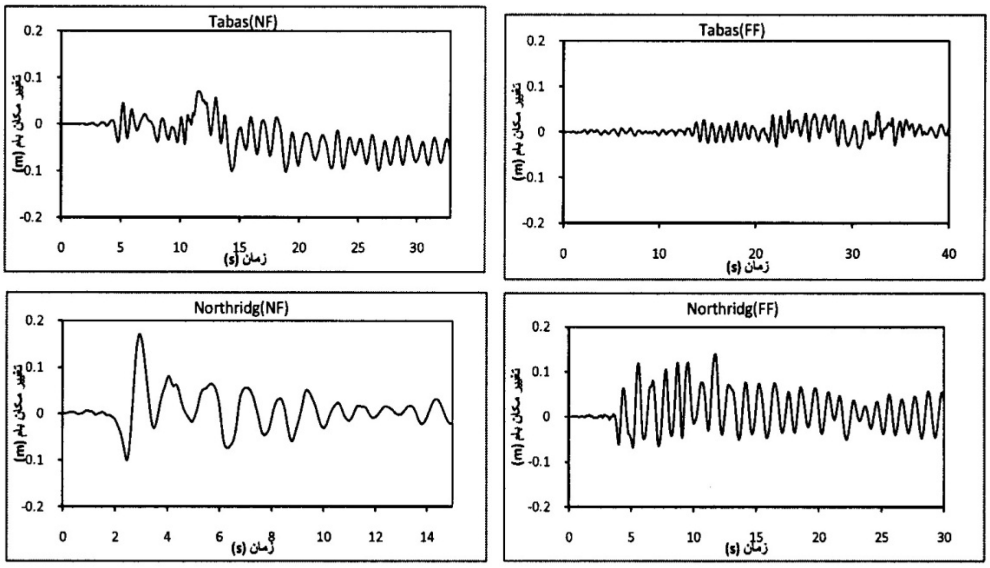


شکل ۸ نمودار بار تغییر– مکان نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل‌سازی شده

الف) نمونه‌ی آزمایشگاهی، ب) نمونه‌ی مدل‌سازی شده، ج) نمودار چرخه‌ای نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل‌سازی شده، د) نمودار پوش



شکل ۹ نمونه‌ی دیوارهای مدل‌سازی شده در Abaqus



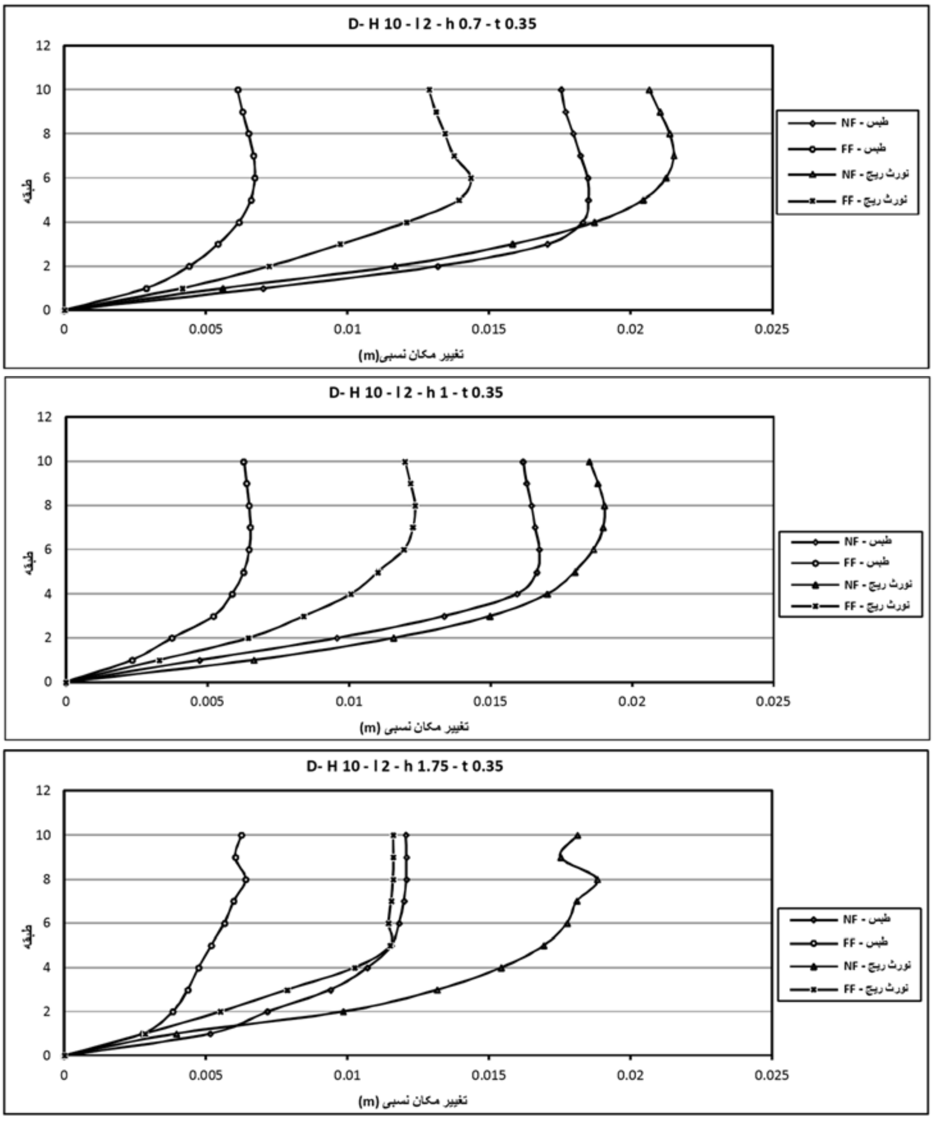
شکل ۱۰ تاریخچه‌ی تغییرمکان بام رکوردهای دور و نزدیک گسل دیوار ۱/۷۵

جدول ٤ تغییرمکان ماکزیمم بام برای رکوردهای دور و نزدیک گسل

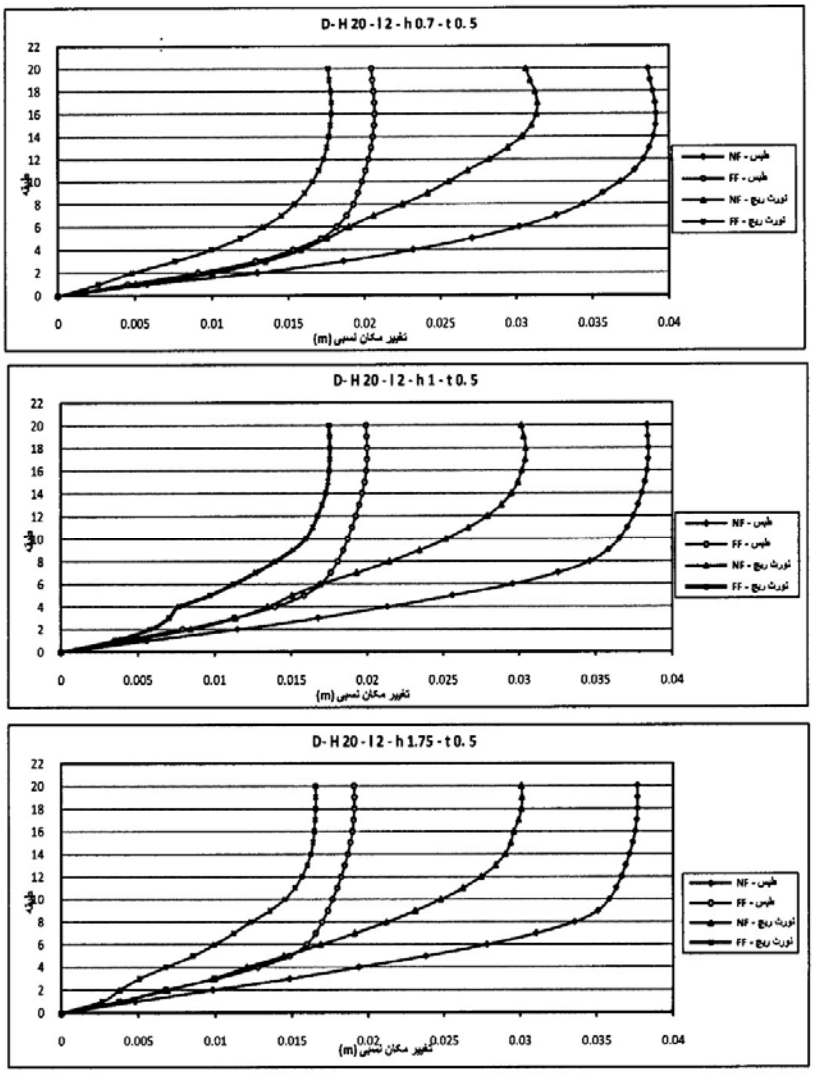
دیوار	tabas			northridg		
	near	far	near/far	near	far	near/far
D-H۱۰۰-l۲-h۰/۷-t۰/۳۵	۰/۱٦۳۸	۰/۰٥٥۷	۰/۹٤۰۷	۰/۱۸۰۳	۰/۱۰۱۷	۱/۷۷۲۸
D-H۱۰۰-l۲-h۱-t۰/۳۵	۰/۱۲۹٦	۰/٥۳۸٤	۰/٤۰۷۱	۰/۱٦٦۷	۰/۱۰۱۰	۱/٦٥۰٤
D-H۱۰۰-l۲-h۱/۷۵-t۰/۳۵	۰/۱۰۲۸	۰/۰٤٦۷	۰/۲۰۱۲	۰/۱٦۰۷	۰/۱۰۰۲	۱/٦۰۳۷
D-H۲۰۰-l۲-h۰/۷-t۰/۵	۰/٥۸۰٥	۰/۳۲٦۸	۰/۷۷٦۱	۰/٤۸٤٦	۰/۲۸٦۸	۱/٦۸۹٥
D-H۲۰۰-l۲-h۱-t۰/۵	۰/٥٦٦۷	۰/۳۲۲٥	۰/۷٥٦۷	۰/٤۳۳۱	۰/٥٦٥۹	۱/٦۲۸۸
D-H۲۰۰-l۲-h۱/۷۵-t۰/۵	۰/٥۱۳۳	۰/۳۱٤٦	۱/٦۳۱٦	۰/٤۳۰۲	۰/۲٦٥۱	۱/٦۲۲۷

در این نمودارها (NF) نشان دهنده‌ی رکوردهای نزدیک گسل و (FF) نشان دهنده‌ی رکوردهای دور از گسل می‌باشد. از این نمودارها نتیجه می‌شود که تغییرمکان کلی و نسبی طبقات ناشی از رکوردهای

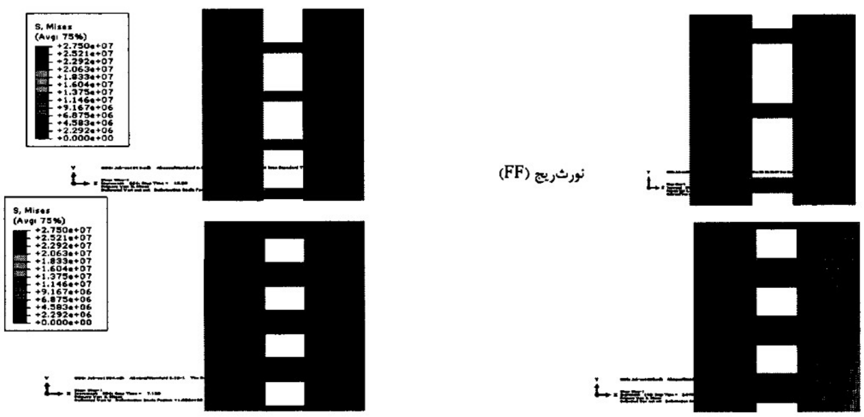
نزدیک گسل در مقایسه با رکوردهای دور از گسل بسیار متفاوتند. دلیل این امر وارد آمدن مقادیر زیادی انرژی به دیوار توسط پالس های موجود در ابتدای رکوردهای نزدیک گسل می‌باشد، و لذا لزوم در نظر گرفتن تأثیرات رکوردهای حوزه‌ی نزدیک از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. نکته‌ی قابل‌توجه دیگر این است که با کم‌شدن ارتفاع تیر همبند که منجر به کاهش سختی می‌گردد، مقدار حداکثر جابه‌جایی بام افزایش می یابد. زیرا در زلزله میدان نزدیک تیر کوپله تحت تنش‌ها و نیروهای بزرگ‌تری قرار می‌گیرد (شکل ۱۳) و بنابراین در صورتی که اتصال تیر به دیوار دارای مقاومت کافی نباشد، با توجه به کانتورهای تنش در شکل (۱۳) که دارای توزیع ارتفاعی و جهت‌دار می‌باشند شکست خمشی رخ می‌دهد و تیر دچار گسیختگی می‌شود. در نتیجه سختی دیوار به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای کاهش می یابد و تغییرمکان بام زیاد می‌شود.



شکل ۱۱ تغییرمکان نسبی طبقات برای رکوردهای دیوارهای برشی ۱۰ طبقه



شکل ۱۲ تغییرمکان نسبی طبقات برای رکوردهای دیوارهای برشی ۲۰ طبقه



نورث‌ریج (NF)

شکل ۱۳ تنش‌های ایجادشده در تیرهای همبند تحت اثر رکوردهای دور و نزدیک گسل نورث ریجدر دیوارهای
H10-L2-h.5-t0.35 و H10-L2-h.75-t0.35

برش پایه

نســبت برش پایه و ضــریب تشــدید برش پایه برای دیوار های مورد بررســی تحت اثر رکورد های میدان نزدیک و دور در جدول (۵) آورده شــده‌اند. با توجه به مقادیر جدول (۵) مشــخص می‌شــود، زلزله‌های میدان نزدیک در دیوار های ۱۰ و ۲۰ طبقه به‌طور متوســط برش پایه‌ای برابر ۲۹۷۹ و ٤٤٨۲ کیلو نیوتن را ایجاد می‌کنند که در مقایســه با مقادیر برش پایه ۲۱٤۹ و ٤۰۷٤ کیلو نیوتنی ایجاد شــده توســط زلزله‌های میدان دور، به‌ترتیب افزایشــی ٤۱ و ۱۲ درصــدی را نشــان می‌دهد. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت، برش پایه ناشــی از رکوردهای نزدیک گســل در مقایســه با رکوردهای دور از گســل، از مقادیرزیادتری برخوردار می‌باشــند. هم‌چنین با افزایش ارتفاع تیر همبند و افزایش ســختی دیوار و در نتیجه کاهش پریود طبیعی دیوار، ضــریب تشــدید برش پایه کاهش می‌یابد. زیرا به‌علت حرکات پـالس‌گونـه‌ی زمین در زلزلـه‌هـای میـدان نزدیـک، دیوارهایی که تحت زلزله‌های میدان دور جزء دیوارهای با رفتار شــکل‌پذیر قرار می‌گرفتند، در زلزله‌های میدان نزدیک رفتاری ســخت از خود نشــان می‌دهند. بنابراین افزایش نرمی و پریود اصــلی دیوار ها باعث افزایش اثرات نزدیک گسل و در نتیجه افزایش ضریب تشدید می‌شود.

شتاب بام

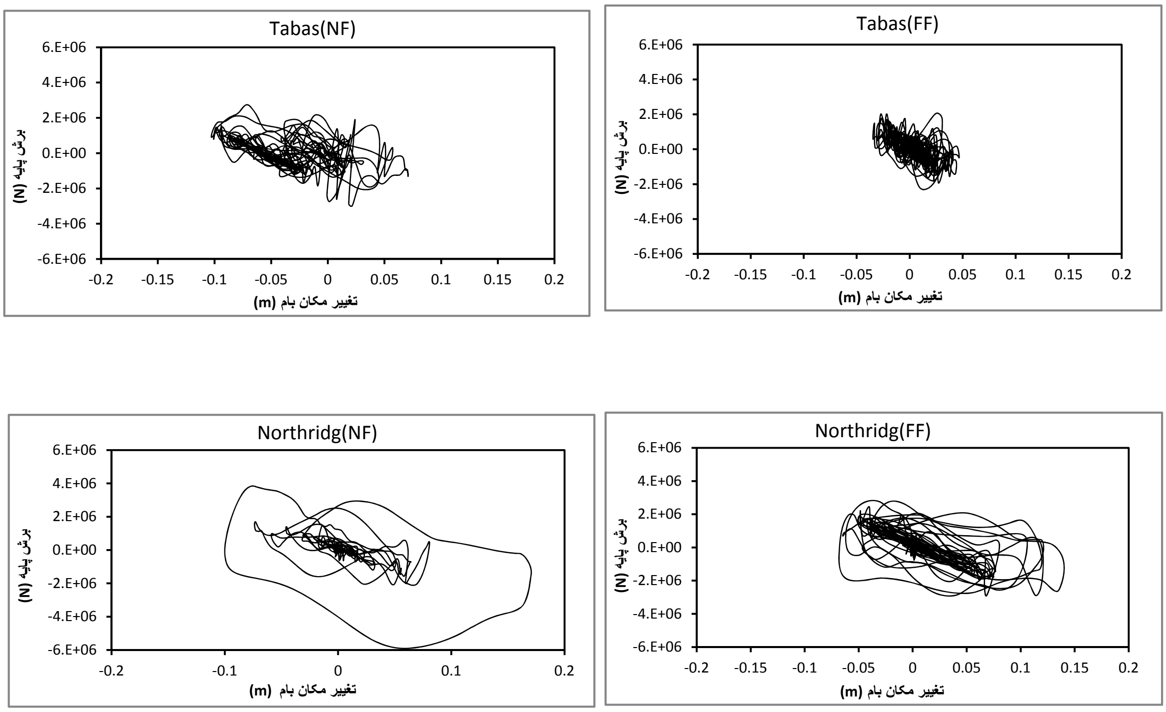
مقدار حداکثر پاســخ تاریخچه‌زمانی شــتاب برای بام استخراج، و در جدول (٦) آورده شده‌است. همان‌طور که مشــاهده می‌گردد، مقادیر شــتاب برای زلزله‌های میدان نزدیک و میدان دور در دیوار های ۱۰ طبقه، دارای تفاوت کمی نســبت به یکدیگر می‌باشــند. در دیوارهای ۲۰ طبقه مقادیر شتاب حاصل از رکوردهای حوزه‌ی نزدیک مقادیر بیشتری را نسبت به رکوردهای حوزه‌ی دور دارا می‌باشــند. زیرا دیوارهای برشــی جزء سیستم‌های مقاوم جانبی سخت می‌باشند، بنابراین در ناحیه‌ی بین شــتاب زمین و ناحیه‌ی شــتاب ثابت عمل می‌کنند. با شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در محل اتصال تیر و دیوار، پریود ســازه افزایش می‌یابد ودیوار وارد ناحیه‌ی شــتاب ثابت می‌شــود در نتیجه تحت اثر زلزله های میدان نزدیک و میدان دور با یک شــتاب زلزله‌ی ثابت، شتاب انتقالی به سازه نسبتاً ثابت می‌ماند و شتاب بام سازه برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل دارای تفاوت کمی نسبت به یکدیگر می‌باشند.

جدول ۵ برش پایه‌ی ماکزیمم برای رکوردهای دور و نزدیک گسل (KN)

دیوار	Tabas			northridg		
	near	Far	near/far	near	far	near/far
D-H۱۰-l۲-h۰/۷-t۰/۳۵	۲۳۰۰	۱٤۷۲	۱/۵٦۲۳	۳۲۱۵	۲۰۸٦	۱/۵٤۱۰
D-H۱۰-l۲-h۱-t۰/۳۵	۲۳٤۸	۱۵۹۷	۱/٤۷۰٤	۳۳٤٤	۲۵۹۵	۱/۲۸۸٤
D-H۱۰-l۲-h۱/۷۵-t۰/۳۵	۲۹۸٦	۲۲۲۰	۱/۳٤۵۲	۳٦۸۱	۲۹۲۲	۱/۲۵۹٤
D-H۲۰-l۲-h۰/۷-t۰/۵	۳۳۱٤	۲۵۹۳	۱/۲۷۸۲	۵۳٦۷	٤۸٤۵	۱/۱۰۷۵
D-H۲۰-l۲-h۱-t۰/۵	۳۵۵۳	۳۰٦۳	۱/۱٦۰۲	۵۵۳۱	۵۱٤۰	۱/۰۷٦۲
D-H۲۰-l۲-h۱/۷۵-t۰/۵	۳۵۵۵	۳۱۲۵	۱/۱۳۷٤	۵۵۷۱	۵٤۷۸	۱/۰۱٦۹

جدول ٦ شتاب ماکزیمم بام برای رکوردهای دور و نزدیک گسل

دیوار	tabas		northridg	
	near	far	near	far
D-H۱۰-l۲-h۰/۷-t۰/۳۵	۲/۷٦	۲/۷۰	۳/۲۱	۳/۰۵
D-H۱۰-l۲-h۱-t۰/۳۵	۲/۷۵	۲/۷۷	۳/٦۲	۳/۵۲
D-H۱۰-l۲-h۱/۷۵-t۰/۳۵	۳/۲۰	۳/٤٦	٤/۲٤	٤/۳۸
D-H۲۰-l۲-h۰/۷-t۰/۵	۱/٤۹	۰/۷٦۹	۲/٤۱	۲/۱۵
D-H۲۰-l۲-h۱-t۰/۵	۱/۷۵	۰/۹٤	۲/۵۷	۲/۳٦
D-H۲۰-l۲-h۱/۷۵-t۰/۵	۱/۹۵	۱/۳۵	۲/۷۰	۲/٦۵



شکل ۱۴ منحنی هیسترزیس دیوار h۲L۱۰H ۱/۷۵

منحنی هیسترزیس

پاسخ تاریخچه‌زمانی برش پایه نسبت به تغییرمکان بام (حلقه‌ی هیسترزیس) برای دیوارها ترسیم گردیده و برخی از این نمودارها در شکل (۱٤) نشان داده شده‌اند. با توجه به این نمودارها مشخص می‌شود رکوردهای نزدیک گسل باعث اعمال مقادیر زیادی انرژی در مقایسه با رکوردهای دوراز گسل به دیوارها می شوند. این اثر به‌سبب حضور پالس‌های دامنه بلند با مدت زمان طولانی در رکوردهای حوزه‌ی نزدیک می‌باشد، بنابراین نیاز به اتلاف ناگهانی انرژی در یک مدت زمان کوتاه و در یک یا چند سیکل رفت و برگشتی است.

توزیع تنش در دیوار و تیر

نمونه‌ای از توزیع تنش هادردیوارها و آرماتورها برای رکوردهای دور و نزدیک گسل در شکل (۱۵) آورده شده‌است.

نتیجه‌گیری

نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که باتوجه به مشخصات ویژه‌ی رکوردهای نزدیک گسل، دیوارهای برشی همبند رفتار متفاوتی را تحت اثر این رکوردها از خود نشان می‌دهند. با توجه به تحلیل‌های صورت گرفته اهم نتایج به‌دست آمده به شرح زیر می‌باشند:

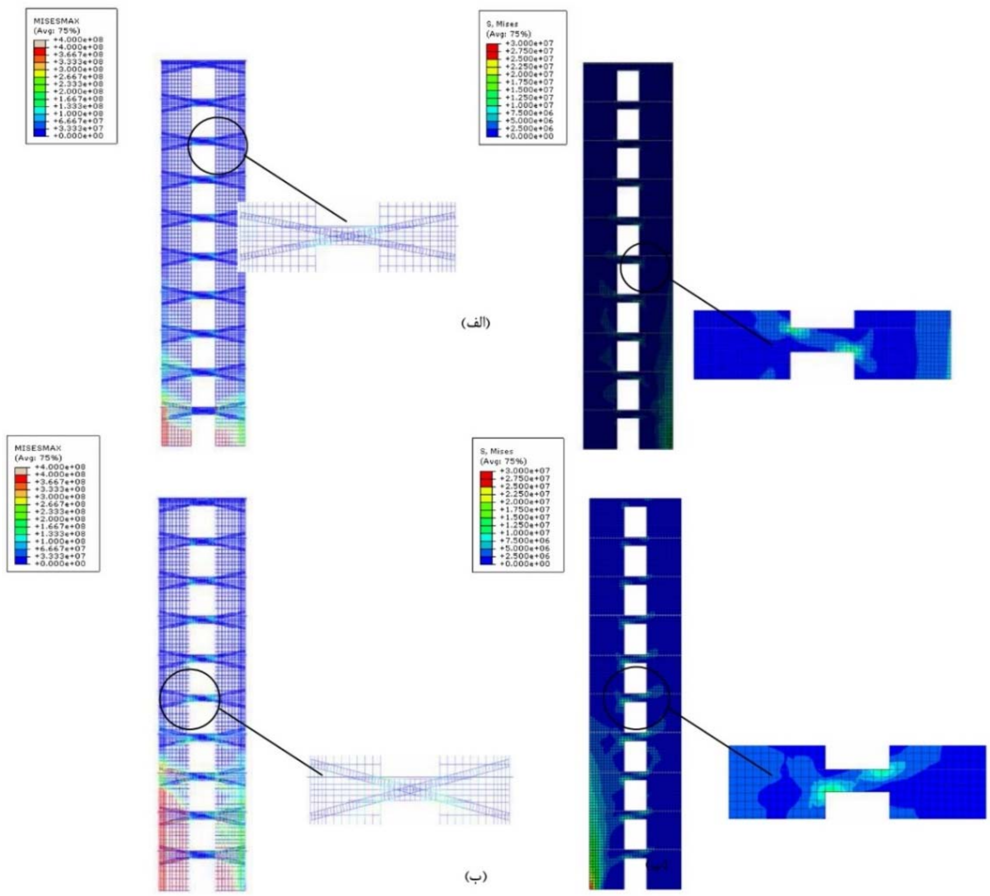
۱- هر چند نتایج عددی به‌دست آمده در این تحقیق کاملاً به مشخصات دیوارهای طراحی شده، رکوردها و سایر عوامل از جمله شرایط ساختگاهی سایت بستگی دارد، با این‌وجود به‌طور کلی می‌توان نتیجه گرفت که نیازاست. با توجه به این شکل مشاهده می‌شود که ناحیه‌ی وسیع‌تری از آرماتورهای در معرض رکوردهای میدان نزدیک تسلیم می‌شود و در نتیجه ناحیه‌ی مفصل پلاستیک وسیع‌تر می‌باشد. هم‌چنین قسمت وسیع‌تری از تیر همبند در معرض تنش‌ها بالاتر قرار دارد که منجر به آسیب‌دیدگی و تخریب تیر همبند می‌گردد. در دیوار نیز همان‌طور که مشاهده می‌گردد ناحیه‌ی وسیع‌تری از آرماتورهای پای دیوارها تسلیم شده‌اند که لزوم توجه بیشتر را به این مطلب نشان می‌دهند.

دلیل این امر آن است که لازم است در زلزله‌های میدان نزدیک مقدار انرژی قابل‌توجهی در یک زمان کوتاه‌تر در مقایسه با زلزله‌ی میدان دور توسط سیستم جذب و مستهلک گردد که نتیجه‌ی آن توسعه و افزایش تنش ها در آر ماتور ها و بتن می‌باشد.

تغییرمکانی رکوردهای نزدیک گسل در مقایسه با نیاز تغییرمکانی رکوردهای دور از گسل بیشتر است، و هم‌چنین ماکزیمم تغییرمکان نسبی تحت رکوردهای نزدیک گسل در دیوارهای ۱۰ طبقه در طبقات میانی و در دیوار های۲۰ طبقه در طبقات بالایی رخ می‌دهد. علت این امر آن است که با افزایش نسبت پریود سازه به پریود پالس($\frac{T}{\mathrm{Tp}}$) در مدل‌ها، میزان مشارکت و تأثیر مدهای بالاتر در پاسخ سازه بیشتر می‌شود و بنابراین محتوی فرکانسی بالای زلزله‌های نزدیک گسل، طبقات بالاتر را بیشتر تحت تأثیر قرارمی‌دهد.

۲- مقادیر برش پایه‌ی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌زمانی برای رکورد های نزدیک گسل بیشتر از رکوردهای دور از گسل می‌باشد، لذا به‌نظر می‌رسد که اگر قرار باشد همین دیوارها را تحلیل استاتیکی معادل نمود، باید در آن‌صورت برای حالت نزدیک گسل برش پایه‌ی بالاتری را در نظر گرفت.

۳- ضریب تشدید برش پایه با افزایش پریود سازه که منجر به بزرگ‌تر شدن نسبت $\frac{T}{\mathrm{Tp}}$ می‌گردد، برای یک زلزله مشخص افزایش می یابد زیرا اثرات نزدیک گسل در محدوده پریودهای بالا بیشتر است و افزایش نرمی و پریود اصلی سازه‌ها، باعث افزیش اثرات نزدیک گسل می‌شود.



شکل۱۵توزیع تنش در دیوار H۱۰L۲h/۷
الف) زلزله طبس-FF، ب) زلزله طبس- NF

لذا پیشـــنهاد می‌شـــود این موضـــوع نیز در آیین‌نامه‌های ساختمانی از جمله آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران مورد توجه و بررسی قرار گیرد.

٤- حلقه‌ی پســماند نظیر رکوردهای نزدیک گســل در تمام دیوارها نشان از اعمال انرژی بالا در مقایسه با رکوردهای دور از گســل می‌باشــد که این مطلب تأکیدی دوباره بر طراحی ســـازه‌هایی با قابلیت اســتهلاک انرژی بالا برای مقابله با اثرات زلزله‌های نزدیک گسل می‌باشد. هم‌چنین ناحیه وسیع‌تری از آرماتورهای تیرهای کوپله و دیوار تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک جاری می‌شـــوند لذا طول ناحیه‌ی پلاستیک افزایش می‌یابد.

مراجع

1. Paulay, T., and Binney, J.R., "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls", Shear in Reinforced Concrete, ACI Publication SP-42, pp. 579-598, (1974).
2. Teqos, LA and Penelis G. Gr., "Seismic Resistance of Short Columns and Coupling Beams Reinforced with lnclined Bars", *ACI Structural Journal,* vol. 85, N.1 January February. Pp. 82-88, (1988).
3. Galano, L., and Vignoli, A., "Seismic behavior of short coupling beams with different reinforcement layouts", *Structural Journal,* ACI, Vol. 97, No. 6, pp. 876-885, (2000).
4. Zhu ,Y., Zhou, F. L., and Su, R. K. L., "Seismic effects on shear wall structure by coupling beams with side bolted stell plate", *The 14th World Conference on 11.Earthquake Engineering* October 12-17, Beijing, China, (2008).
5. Kwan, K. H., "An improved wide column frame analogy for shear/core wall analysis", *J. Struct. Engng Am.* Sot. Civ. Engrs, Feb, (1993).
6. Stewart, J. P., and Chiou, S. J., and Bray, J. D., and Graves, R. W., and Somerville, P.G. and Abrahamson, N.A., "Ground motion evaluation procedures for performance-Based design", *PEER report*, (2001/09).
7. Somerville, P. G., "Engineering characterization of the near fault ground motion", *Proceeding of the SMIP97 seminar*, CA, PP. 9-28, (1997).
8. Liao, W. I., and Loh, C.H., and Wan, S., "Earthquake responses of RC moment frames subjected to near-fault ground motions", Structural Design of Tall Buildings, Vol. 10(3), pp. 219-229, (2001).
9. El Sheikh, A., and Ghobarah, A., and Elgohary, M., "Effect of near-fault ground motion on the response of concrete structures", *Proceedings of the International Symposium on Seismic Evaluation on Existing Nuclear Facilities International Atomic Energy Agenc*y, Vienna, IAEA-CN-106/46 (2003).
10. Saiidi, M., Somerville, P., "Bridge seismic analysis procedure to address near-fault effects", A report of Structure and Environmental Engineering at the University of Nevada-Reno, Vol.07-06. (2005)
11. Alavi,B., Krawingler, H. "Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design", *Proceedings of the 12th WCEE*, New Zealand, (2000).
12. ABAQUS UsersManual, Version 6.5. Hibbitt, Karlson & Soreneesen, Inc. Pawtucket, RI. (2004).

13. Bazant, Z. P, Becq-Giraudon E., "Statistical predication of fracture parameters of concrete and implication Forchoice of testing standard", *Cement Concrete Research*, Vol. 32, No. 4, PP.529-556, (2002).

14. Petersson, P.-E., "Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials", Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, ReportTVBM-1006, (1981).

15. Thorenfeldt, E., and Tromasazwicz, A., "Mechanical properties of high-strength concrete and application in design", Proceeding of the symposium utilization of high strength, Tapir, Trondheim, pp. 149-159, (1987).

16. Adebar, P.; Hindi, R., and Gonzalez, E., "Seismic Behavior of a Full Scale Diagonally Reinforced Slender Coupling Beam," *Technical Report*, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver, British Columbia, Canada, (2001).